

## Cálculo sísmico no lineal de edificios de hormigón armado. Comparación con la norma PDS-1

Luis Matallana y Avelino Samartín  
Dres. Ingenieros de Caminos

### 1. INTRODUCCION

La finalidad del diseño correcto de una estructura frente a una acción sísmica es conseguir que ésta alcance una elevada probabilidad de resistir la acción de un terremoto. Como es sabido existen dos niveles de terremotos de diseño. Uno, de aparición probable dentro de la vida de la estructura, y que debe ser resistido por ésta en condiciones adecuadas de servicio (Terremoto de servicio seguro). El otro nivel, corresponde a un terremoto de baja probabilidad de actuación sobre la estructura y ésta debe ser diseñada de modo que no se produzca su colapso, a costa de que se originen zonas de plastificación, que puedan hacer inservible su funcionalidad (Terremoto de parada segura).

Si bien la comprobación del estado límite de servicio exige el comportamiento elástico de la estructura, en la comprobación del estado límite último debe considerarse la aparición de rótulas plásticas y, por tanto, un comportamiento no lineal de la estructura.

Los análisis sísmicos basados en modelos lineales son, normalmente, muy conservadores ya que los elementos estructurales que presentan ductilidades acusadas manifiestan mayor resistencia que lo que indicarían dichos análisis.

Existen varias causas de no linealidad en el comportamiento de una estructura. La más relevante, en el caso de acciones sísmicas, corresponde a la del material, si bien en edificios altos, el efecto de no linealidad geométrica, conocido como efecto  $P-\delta$ , puede ser considerable.

Los modelos de material no lineal más simples son los representantes de sistemas de un grado de libertad. Las relaciones fuerza lateral-desplazamiento se indican en la figura 1.

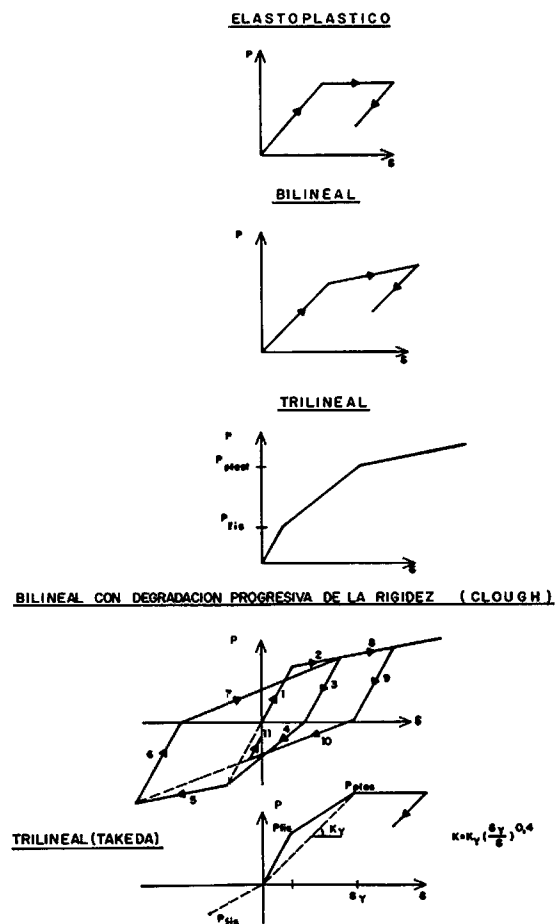


Fig. 1. Relaciones fuerza lateral-desplazamiento.

Utilizando las leyes fuerza-desplazamiento anteriores, las investigaciones se han aplicado a sistemas de varios grados de libertad. Los modelos consistían en representar cada piso

mediante un sistema de un grado de libertad, de forma que la relación entre la suma de los cortantes que existen en los soportes de cada piso y el desplazamiento lateral del mismo se ajuste a las leyes citadas.

El paso siguiente, una vez definido el comportamiento piso a piso, ha sido representar el comportamiento miembro a miembro. En éste, se supone que cada miembro se comporta elásticamente y está unido al resto de la estructura de una forma tal que el giro diferencial con el nudo depende del momento en sus extremos. Las relaciones momento/giro diferencial son similares a las relaciones fuerza desplazamiento anteriores (fig. 2) (Ref. 5).

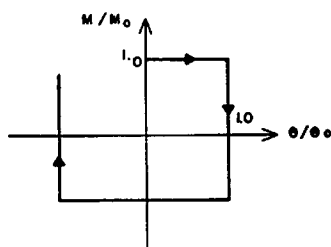
Por último, y entre los modelos de mayor complejidad y mejor simulación de la respuesta de la estructura, se encuentran los que estudian

el comportamiento de varias fibras de cada miembro de la estructura utilizando las leyes tensión-deformación de los materiales (Ref. 6).

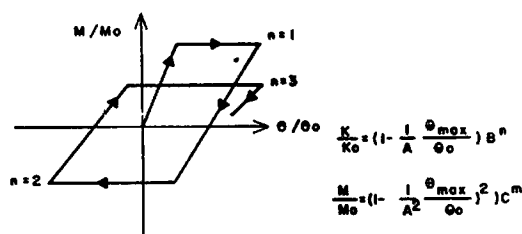
## 2. MODELO

El modelo que se presenta aquí, constituye una combinación de los dos primeros tipos de modelos descritos, es decir, considera la no linealidad de los movimientos relativos entre pisos del edificio y la aparición de la plastificación concentrada en rótulas plásticas en las vigas. En los soportes se considera comportamiento lineal. La razón de esto último es doble. Por un lado, son más económicas las reparaciones posteriores en una viga que en un soporte. Por otro lado, el comportamiento no lineal en

### RIGIDO - PLASTICO



### DEGRADACION PROGRESIVA DE LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA DEL NUDO



### DEGRADACION PROGRESIVA DE LA RIGIDEZ Y RESISTENCIA CON VALORES MINIMOS

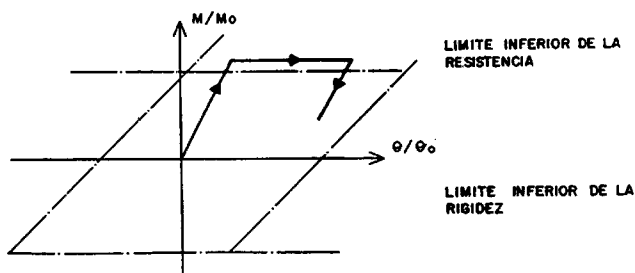


Fig. 2. Relaciones momento-giro diferencial.

un soporte supone una pérdida de rigidez global de la estructura muy importante.

El terremoto se describe en forma de historia temporal  $x_g(t)$  mediante una técnica de simulación numérica, que introduce en el histograma (o acelerograma) los parámetros característicos del sismo.

La ecuación fundamental del movimiento de la estructura descrita por el vector de dimensión igual al número de grados de libertad (g.d.l.) de la misma es (una vez condensados los g.d.l. de giros en los nudos) la siguiente:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{x}_g(t)$$

en donde:

$M$  = Matriz de masa.

$C$  = Matriz de amortiguamiento.

$K$  = Matriz de rigidez (variable en el tiempo).

$x(t)$  = Vector desplazamiento relativo.

$\dot{x}(t)$  = Vector velocidad relativa.

$\ddot{x}(t)$  = Vector aceleración absoluta.

$\ddot{x}_g(t)$  = Vector aceleración sísmica.

La masa se supone concentrada en los nudos de unión de vigas y soportes.

La matriz de rigidez  $K(t)$  es variable en el tiempo, y se considera en el cálculo, constante con comportamiento lineal, dentro de intervalos suficientemente pequeños.

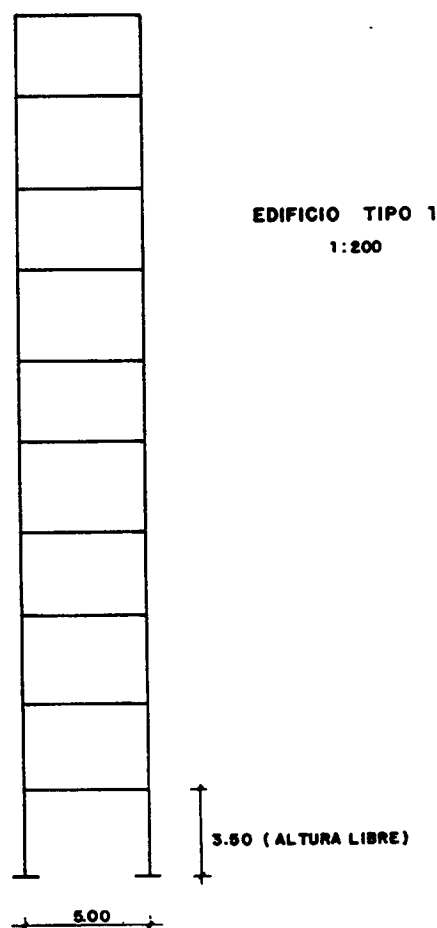
La matriz de amortiguamiento se obtiene como combinación de las matrices de masa y rigidez y se supone constante a lo largo de todo el proceso.

El acelerograma del terremoto  $\ddot{x}_g(t)$  se deduce mediante simulación que permite relacionarlo con un conjunto de acelerogramas reales. En este estudio se utiliza el método de simulación de PENZIEN y RUIZ consistente en la generación de acelerogramas mediante procesos aleatorios no estacionarios, tipo ruido de disparo filtrado. (Ref. 3).

Se tienen en cuenta en este análisis la influencia en el comportamiento de la estructura de la deformación por esfuerzo cortante, deformación axil en los soportes, dimensión finita de los nudos, formación de rótulas plásticas parciales en los extremos de las vigas, y los efectos de segundo orden (efecto P- $\delta$ ).

### 3. APLICACION

El modelo anterior se ha aplicado a dos tipos de edificios constituidos por vigas y soportes de hormigón armado. El primero (edificio tipo 1) está compuesto por 10 pisos y un vano y se clasifica, según la PDS-1, dentro de la categoría de esbelto (Fig. 3). El segundo, constituido por



SEPARACION ENTRE PORTICOS 5.00 M.

Fig. 3.

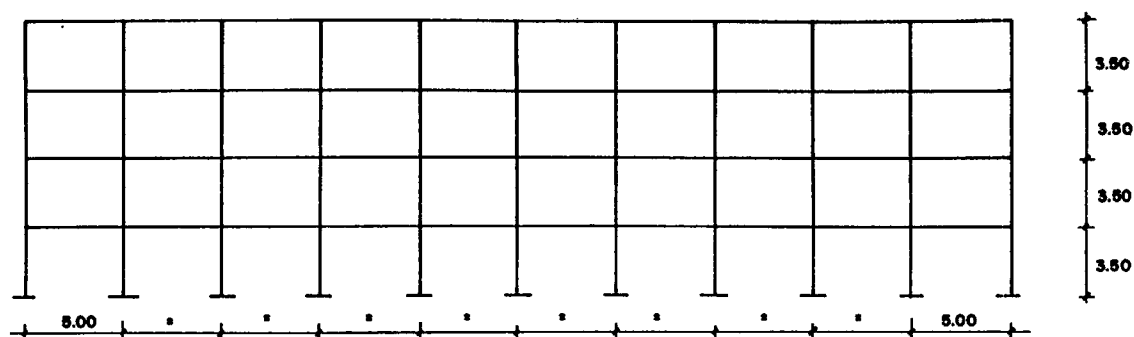
10 vanos y 4 pisos, se clasifica como normal (Fig. 4). La razón de escoger estos dos tipos para el análisis, estriba en que constituyen los límites entre los que puede englobarse el comportamiento del resto de edificios. Además, de esta forma puede analizarse la contribución de los modos superiores de vibración (edificio alto) frente a sólo la del modo fundamental (edificio bajo).

Los cálculos realizados han sido:

1) Cálculo estático de la estructura sometida a un sistema de fuerzas equivalentes a una acción sísmica de la intensidad elegida. Este sistema se calcula de acuerdo con la norma PDS-1, y para el suelo tipo.

2) Cálculo dinámico lineal de la estructura sometida a la acción de uno o varios registros de aceleración generados artificialmente.

3) Cálculo dinámico no lineal de la estructura sometida a los registros generados en el



## EDIFICIO TIPO 2

SEPARACION ENTRE PORTICOS 5.00 M.

Fig. 4.

apartado anterior. Se hace la hipótesis de que los soportes se comportan linealmente, concentrándose la no linealidad en los extremos de las vigas. Esta hipótesis supone la formación progresiva de rótulas plásticas de rigidez variable en el tiempo. El diagrama utilizado es el debido a CLOUGH (Bilineal) (Ref. 7) que representa bien el comportamiento de piezas de hormigón armado. Los valores que definen el diagrama ( $M_p$ ,  $\Theta_p$ ) se obtienen en función de la armadura dispuesta en las vigas dimensionadas para los valores de los esfuerzos obtenidos en el cálculo según la PDS-1. Los valores se corresponden con los que producen la plastificación del hormigón ( $\epsilon = 20/1000$ ) o del acero ( $\sigma =$  límite elástico). (Fig. 5).

El cálculo del giro de plastificación se realiza en función de la curvatura, haciéndose dos hipótesis de cálculo. En la primera se hace la hipótesis de que la distribución de momentos en las vigas es antisimétrica (tipo 1). En la segunda se considera que la rótula plástica se produce en una longitud de  $x = h/2$  ( $h =$  canto total de la viga). Del cálculo no lineal se obtienen los valores de ductilidad necesaria, entendida ésta como:

$$\mu = \Theta_{\text{máx}} / \Theta_p$$

en donde  $\Theta_{\text{máx}}$  y  $\Theta_p$  son los ángulos de giro máximo de la sección y de plastificación de la misma, respectivamente.

Para cada edificio se han realizado varios cálculos variando el valor de la intensidad sísmica, o bien, las dimensiones de vigas o soportes. Asimismo, se han realizado otros cálculos fijando las dimensiones de los soportes y variando el valor de la armadura de las vigas. A continuación, se describen con detalle los cálculos efectuados así como los edificios considerados.

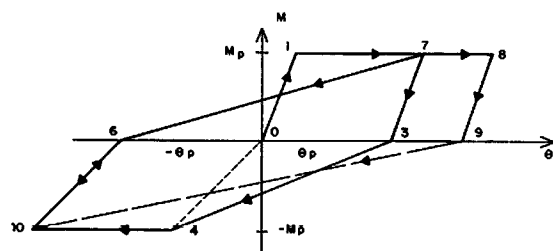


Fig. 5. Diagrama bilineal.

## 4. DESCRIPCION DE LOS EDIFICIOS

### 4.1. Edificio tipo 1

El edificio, de estructura de hormigón armado, está constituido por los siguientes elementos:

—Vigas rectangulares, de 0,40 m de ancho y 0,70 m de canto.

—Soportes cuadrados, de dimensión, variable con la altura, entre 0,80 m en el último piso y 1,10 m en la base.

—Se considera un intervalo de integración de la ecuación diferencial de  $\Delta t = 0,003$  seg.

—Se considera un diagrama de rigidez (Ley  $M/\Theta$ ) obtenido en base a una ley de momentos flectores antisimétrica (Tipo 1).

Los cálculos realizados son los siguientes:

a) Para unos grados de intensidad sísmica iguales a 7, 8 y 9 se hace un cálculo cuasi-estático según la norma PDS-1 y un cálculo dinámico no lineal disponiendo una armadura en las vigas, a efectos de la determinación del

diagrama  $M/\Theta$ , igual a la calculada con los esfuerzos del cálculo cuasi-estático.

b) Para un grado de intensidad sísmica igual a 8, se hace un cálculo lineal y varios cálculos no lineales variando la armadura de las vigas respecto de la obtenida con la PDS-1, en la forma siguiente:

—Se dispone el 80% de la armadura en el piso 5.

—Se dispone el 150% en los pisos 9 y 10.

—Se dispone el 120% en el piso 8.

—Se dispone el 120% en los pisos 9 y 10.

—Se dispone el 80% en los pisos 9 y 10.

c) Se repiten los cálculos anteriores con un intervalo de integración de la ecuación diferencial de  $\Delta t = 0,005$  y con las dos hipótesis, planteadas antes, de definición del diagrama de rigidez.

En una segunda fase, se modifican las dimensiones de las vigas y soportes que pasan a ser:

—Vigas rectangulares, de 0,40 m de ancho y 0,50 m de canto.

—Soportes cuadrados, de dimensión, variable con la altura, entre 0,70 m en el último piso y 1,10 m en la base.

Se considera un grado de intensidad sísmica de 8 y un intervalo de integración de la ecuación diferencial de  $\Delta t = 0,003$ . Se realizan los siguientes cálculos:

a) Cálculo lineal.

b) Cálculo cuasi-estático según la norma PDS-1.

c) Cálculo no lineal disponiendo una armadura en las vigas de acuerdo con los esfuerzos obtenidos en el cálculo b) y diagrama de rigidez tipo 2.

d) Igual cálculo que el anterior pero con diagrama de rigidez tipo 1. Además, se realizan dos cálculos no lineales variando la armadura de las vigas de la forma siguiente:

—Se dispone un 150% en el piso 10.

—Se dispone un 80% en el piso 10.

#### 4.2. Edificio tipo 2

Se realiza un estudio, similar al anterior, para un grado de intensidad sísmica igual a 8, un intervalo de integración de  $\Delta t = 0,003$  y diagrama de rigidez tipo 1. Las dimensiones de las vigas son de 0,40 m de ancho y 0,70 m de canto. Se hacen tres cálculos variando las dimensiones de los soportes:

—Soportes cuadrados, variables con la altura, entre 0,35 m en el último piso y 0,50 m en la base.

—Soportes variables entre 0,50 m y 0,80 m.

—Soportes variables entre 0,70 m y 1,00 m.

Para cada uno se hace un cálculo cuasi-estático según PDS-1, y un cálculo dinámico no lineal en el que la armadura dispuesta en las vigas es la calculada con los esfuerzos del análisis anterior.

Se modifican, ahora, las dimensiones de las vigas, que pasan a tener 0,40 m de ancho y 0,60 m de canto, y las de los soportes que varían entre 0,70 m en el último piso y 1,00 m en la base. Se realizan unos cálculos idénticos a los anteriores.

Por último, se varían las dimensiones de las vigas a 0,40 m de ancho y 0,50 m de canto, y las de los soportes que pasan a variar entre 0,70 m y 1,00 m. Se hace un cálculo cuasi-estático según PDS-1 y un cálculo dinámico no lineal, variando la armadura de las vigas en la forma siguiente:

—Se varía la armadura del piso 4 un 150%.

—Se varía la armadura del piso 4 un 80%.

—Se varía la armadura del piso 4 un 70%.

Además, se realizan otros cálculos modificando el intervalo de integración y las hipótesis de definición del diagrama de rigidez.

#### 5. DEFINICION DEL SEISMO

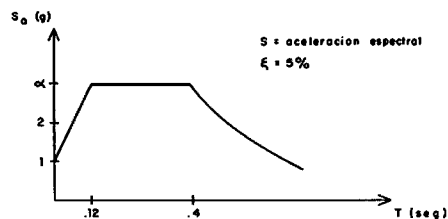
La obtención de los parámetros necesarios para definir los registros (aceleración máxima esperada y función de intensidad) se realiza ajustando el espectro medio de velocidades con el definido por el C.E.B. en su Norma Modelo para un amortiguamiento del 5% y la intensidad sísmica  $I_{mm}$  elegida (Fig. 6).

La relación entre la intensidad sísmica y la aceleración espectral considerada es:

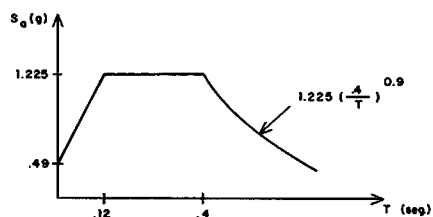
$$\log A_h = -0,014 + 0,30 I_{mm}$$

Una vez realizado el ajuste, se obtiene la aceleración máxima esperada de los registros artificiales, para una duración de 30 seg. y unas propiedades del filtro de  $f = 2,5$  c.p.s.,  $\epsilon = 0,6$  y una función de intensidad como la representada en la figura 6.

Se han generado 25 registros, de los que se han elegido los diez de menor dispersión respecto del registro medio. Aquí, por brevedad, sólo se presentan los resultados correspondientes al registro que más se aproxima al registro medio en la zona de periodos inferiores a 1 seg.



ESPECTRO DE ACELERACION ELASTICO (C.E.B.)



ESPECTRO DE ACELERACIONES INTENSIDAD SISMICA  $I_{mm} = 9$

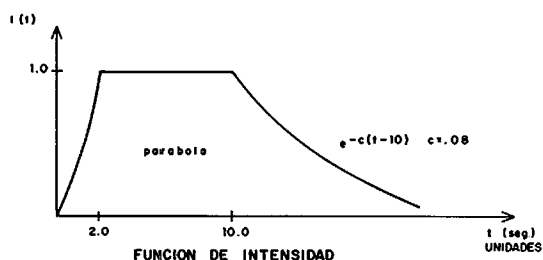


Fig. 6. Función de intensidad.

En la figura 7 se ha dibujado el espectro de respuesta de velocidades medio de los 10 registros, el del C.E.B. (Ref. 2) y el del registro elegido. Se observa la buena aproximación obtenida.

## 6. RESULTADOS

Se han estudiado (Ref. 1) tres características fundamentales del comportamiento de los edificios, relacionándolos entre sí:

- Desplazamientos horizontales de los pisos.
- Demanda de ductilidad de vigas.

—Cuantía geométrica de armadura longitudinal necesaria en soportes para asegurar el comportamiento lineal de éstos.

Entre los resultados más relevantes se pueden citar los siguientes:

—Los desplazamientos horizontales obtenidos con un cálculo no lineal, son superiores a los obtenidos con un cálculo lineal (Fig. 8).

—En los edificios normales (E-2), en los que sólo un modo de vibración es el predominante, el aumento de armadura de las vigas no supone variación del desplazamiento lateral, obtenido éste con un cálculo estático según PDS-1. Un aumento significativo de la misma, ocasiona

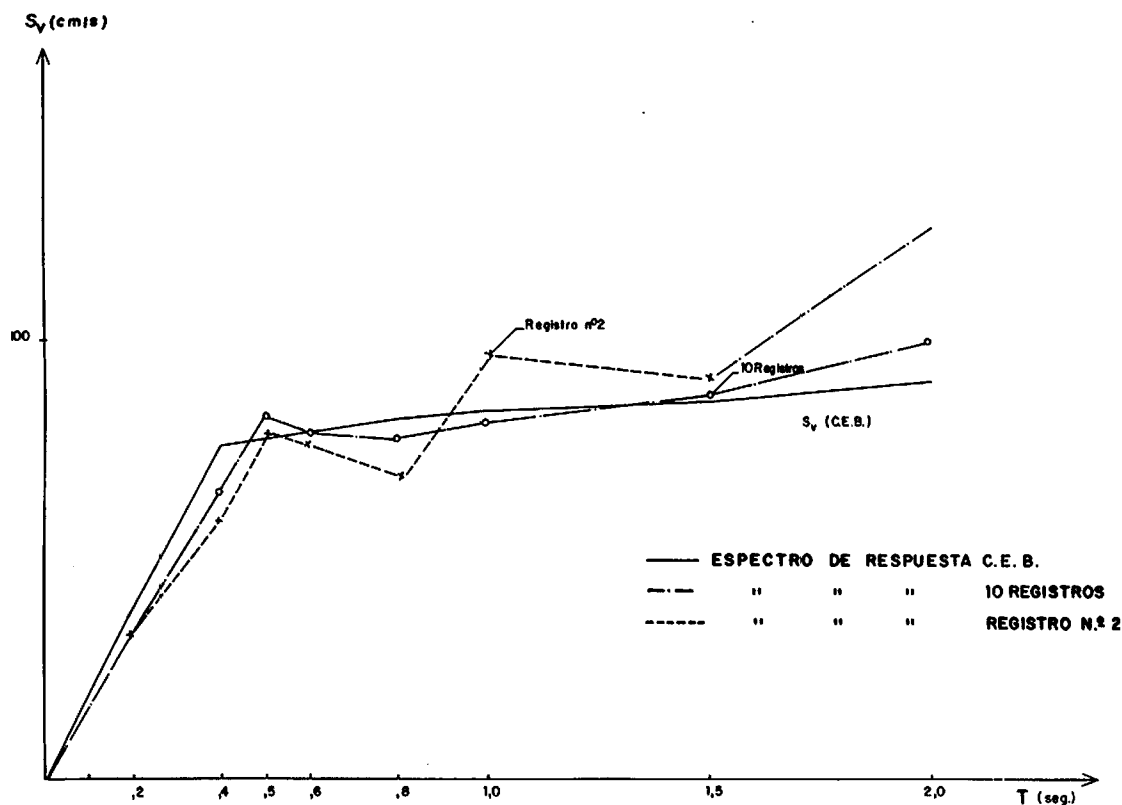


Fig. 7. Espectro de respuesta de la velocidad.

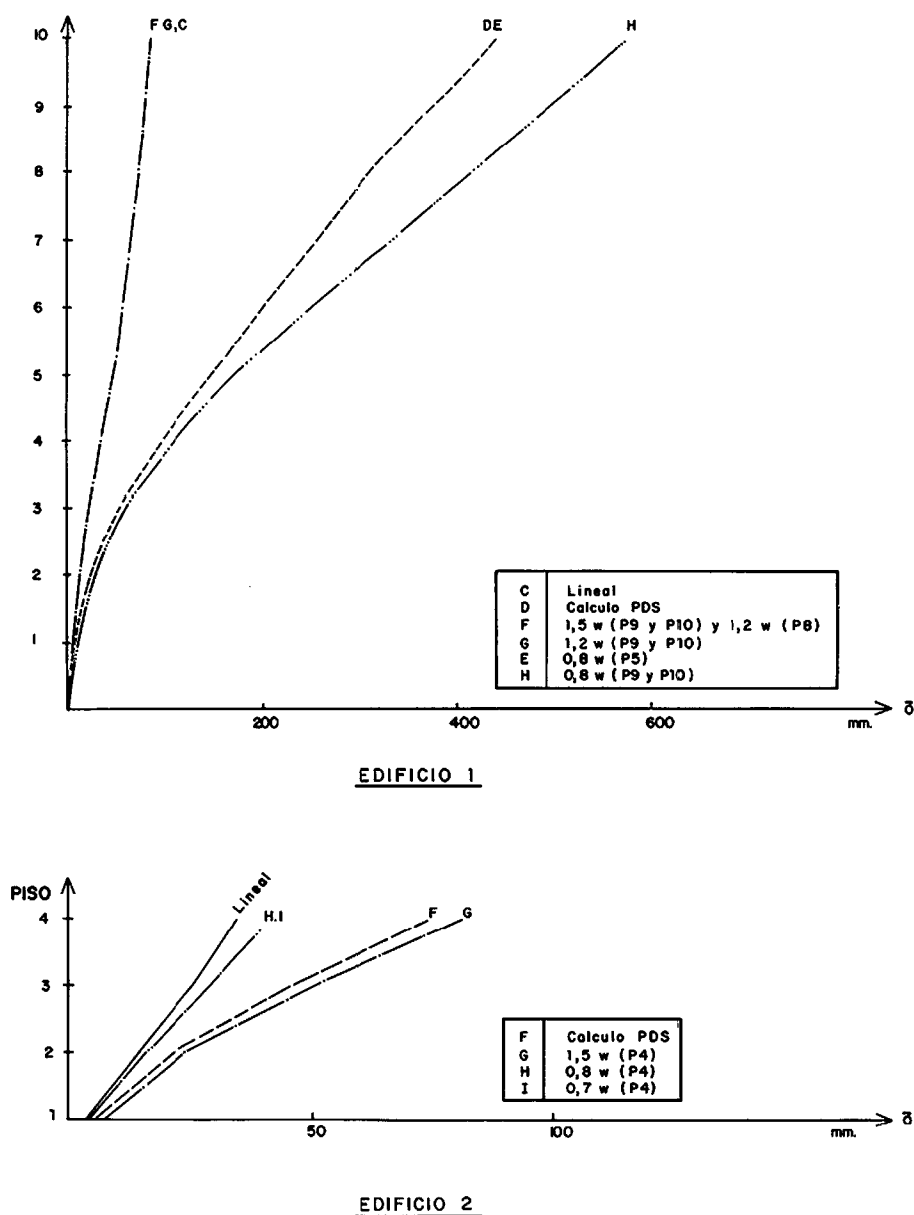


Fig. 8. Variación de los desplazamientos laterales al variar la armadura en las vigas.

que la estructura se comporte linealmente. La disminución de la armadura reduce el valor del desplazamiento lateral (Fig. 8).

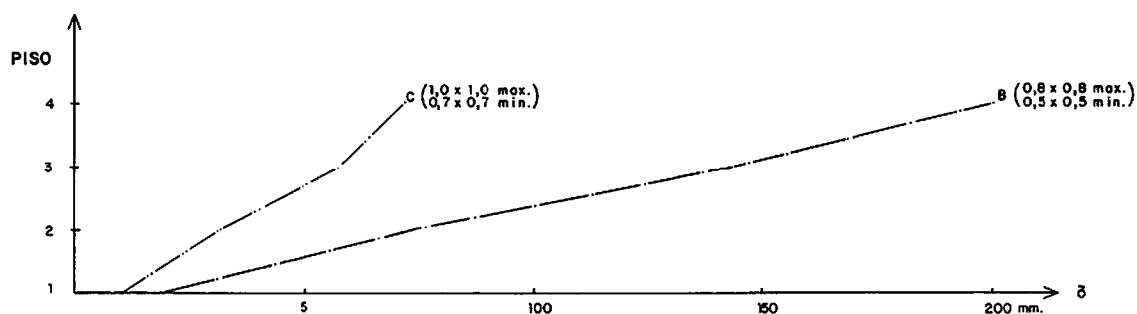
—En los edificios esbeltos (E-1), en los que son varios los modos de vibración que intervienen, un aumento de la armadura de los pisos altos, que se ven más afectados por los modos superiores de vibración, reducen el desplazamiento lateral. Asimismo, disminuciones de armadura en los pisos intermedios, no afectan de forma significativa al anterior (Fig. 8).

—La dimensión de los soportes influye de forma fundamental en el desplazamiento late-

ral, aumentando éste, al disminuir aquélla, sobre todo si esta disminución tiene lugar en los pisos inferiores. (Fig. 9).

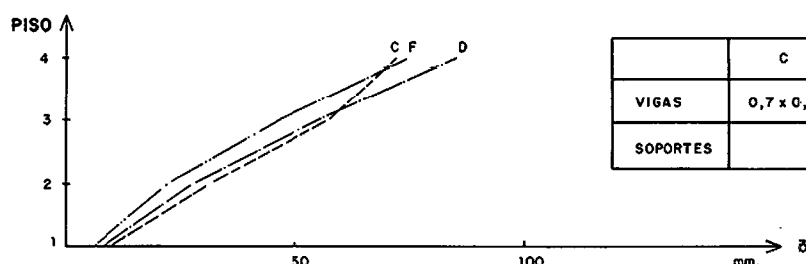
—La variación de las dimensiones de las vigas manteniendo constantes las de los soportes, no influye de forma significativa en el valor del desplazamiento lateral. (Fig. 9).

La demanda de ductilidad se concentra en las vigas de los pisos superiores; si, por aplicación de criterios de armadura mínima se disponen cuantías altas de armadura, se producen demandas de ductilidad importantes en pisos intermedios adyacentes a éstos. (Fig. 10).



EDIFICIO 2

VARIACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES AL VARIAR LAS DIMENSIONES DE LOS SOPORTES



	C	D	F
VIGAS	0,7 x 0,4	0,6 x 0,4	0,5 x 0,4
SOPORTES		1,0 max. 0,7 min.	

EDIFICIO 2

VARIACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES AL VARIAR LAS DIMENSIONES DE LAS VIGAS

Fig. 9.

—La demanda de ductilidad disminuye al reducir la armadura de los pisos superiores. En edificios esbeltos, en los que se producen demandas de ductilidad altas en pisos intermedios, la nueva distribución de rigideces que se produce al variar la armadura de los pisos superiores, puede producir un aumento de la demanda de ductilidad en éstos. (Fig. 10).

—La demanda de ductilidad aumenta al reducirse la dimensión de los soportes. (Fig. 11).

—La cuantía geométrica necesaria para asegurar un comportamiento lineal en los soportes es mayor en los edificios con comportamiento no lineal que en aquéllos con comportamiento lineal, y mayor en los pisos inferiores, reduciéndose gradualmente en los superiores. (Fig. 12).

—La cuantía geométrica de soportes aumenta al aumentar la armadura de las vigas e inversamente con la demanda de ductilidad. (Fig. 12).

—Asimismo, y para unas dimensiones de vigas constantes, varía inversamente con la variación de la dimensión de los soportes. (Fig. 13).

—Por último, el efecto del tamaño del intervalo de integración es fundamental, siendo su importancia tanto mayor cuanto más no lineal

es el problema, no presentando diferencias si el problema es lineal.

—Respecto a la hipótesis que se debe considerar para el diagrama de rigidez de nudos de vigas, parece que resulta un cálculo más adecuado si se supone una ley de momentos flectores antimétrica en lugar de una longitud de la zona de plastificación igual a  $h/2$ . Ambas hipótesis conducen a resultados análogos si se adopta para la segunda valores de la zona de plastificación comprendidos entre  $h$  y  $1,5 h$ .

## 6. CONCLUSIONES

De lo expuesto anteriormente se obtienen las siguientes conclusiones:

1) Con las dimensiones de soportes y para las alturas de edificios consideradas, los efectos de inestabilidad dinámica tipo  $P-\delta$  son despreciables.

2) El intervalo de tiempo para la integración de la ecuación diferencial, tiene una influencia fundamental en la obtención de resultados correctos. Cuanto más no lineal sea el comportamiento de la estructura, menor debe ser el intervalo de integración. Valores del orden de



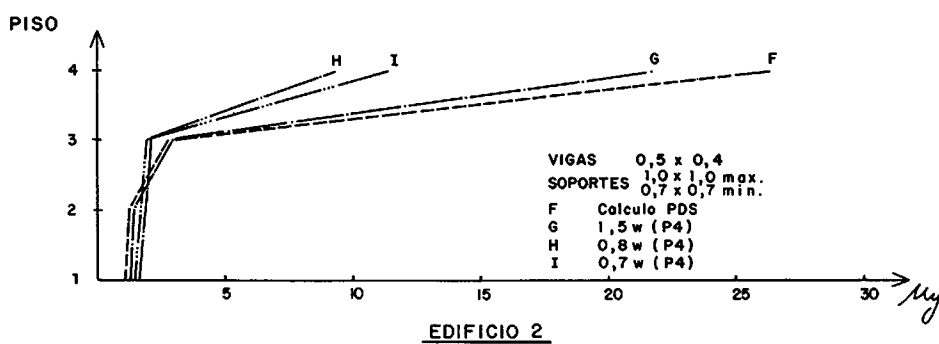
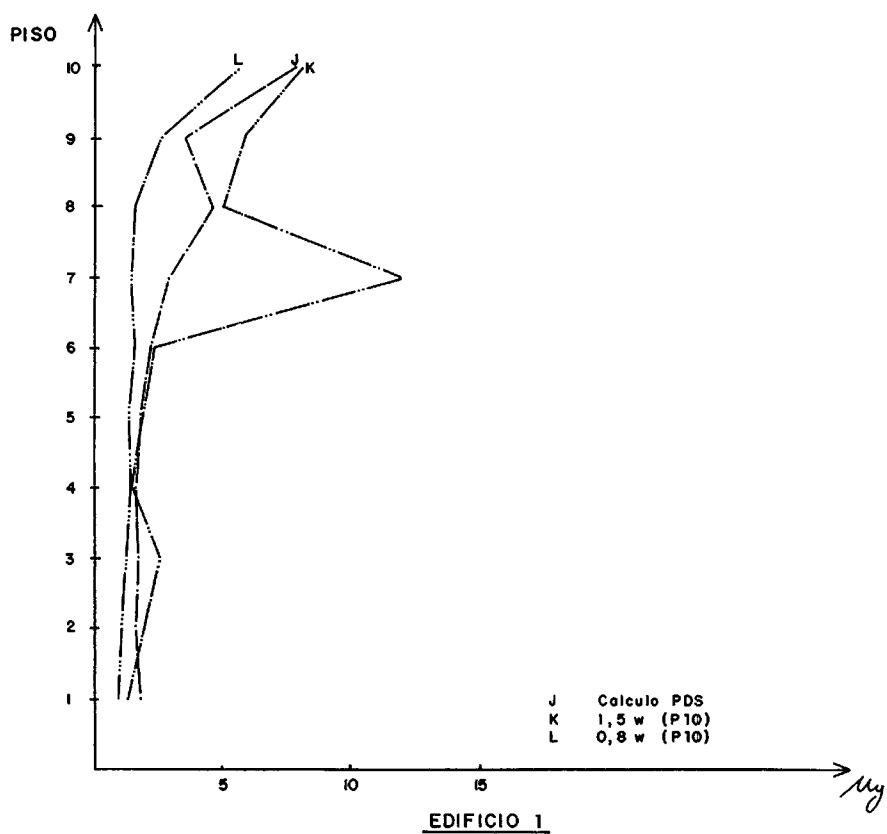


Fig. 10. Variación de la demanda de ductilidad en función de la armadura.

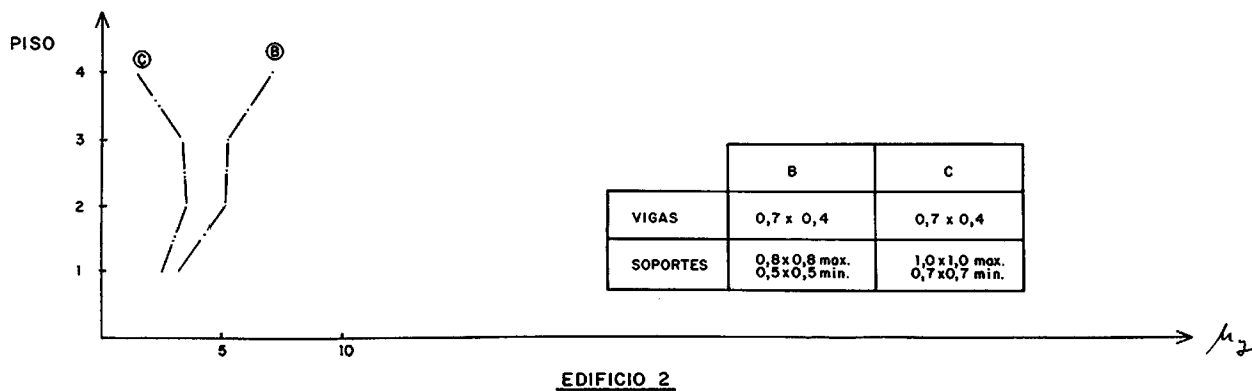


Fig. 11. Variación de la demanda de ductilidad en función de las dimensiones de los soportes.

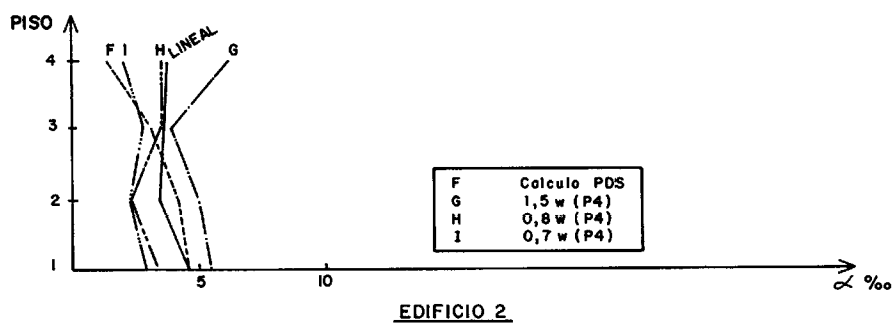
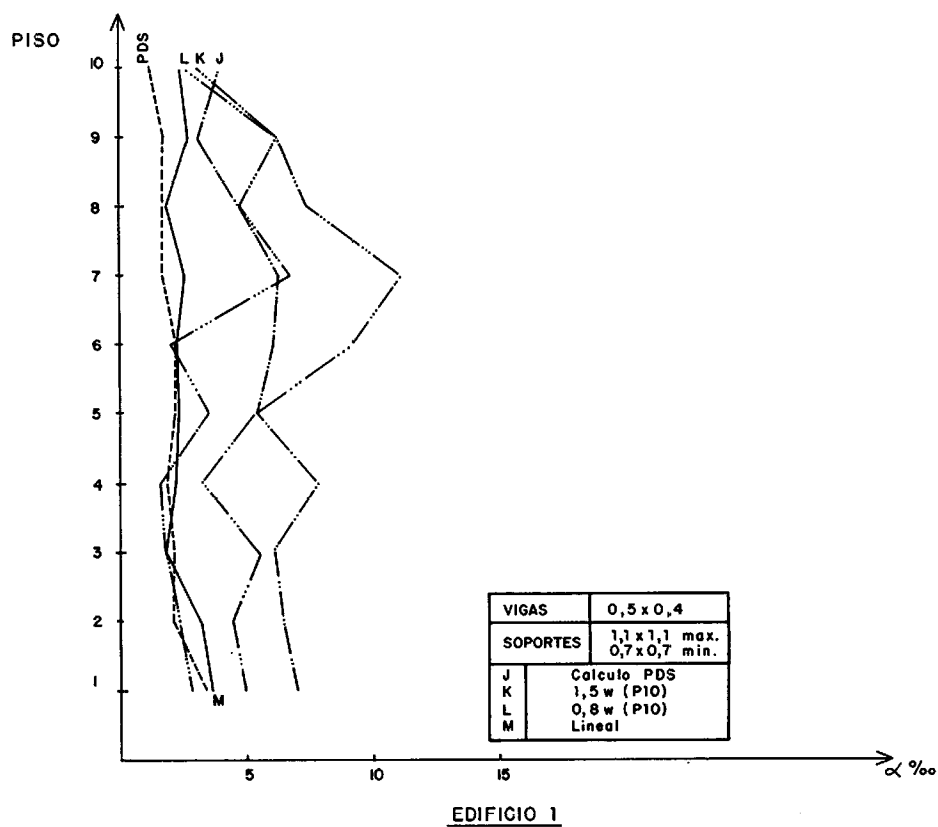


Fig. 12. Variación de la cuantía en soportes al variar las dimensiones de las vigas.

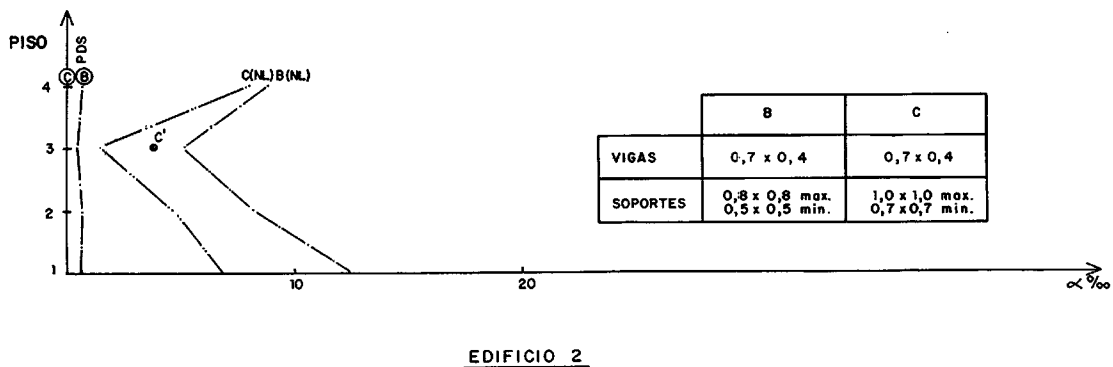


Fig. 13. Variación de la cuantía en soportes al variar sus dimensiones.

0,003 seg. parecen aconsejables para la realización de cálculos fiables. En el caso de problemas lineales, el valor del intervalo de integración depende del grado de precisión que se quiera obtener, sin que una reducción de aquél suponga un aumento de éste en la misma proporción.

3) Si la intensidad sísmica no es lo suficientemente alta como para producir rótulas plásticas en las vigas, el diseño de la estructura de acuerdo con la PDS-1, complementado con la adopción de criterios de armadura mínima definidos en la Norma Modelo del C.E.B. (Ref. 1), pueden ser suficientemente aceptables.

4) A partir de un determinado grado de intensidad sísmica, y dentro de las hipótesis de cálculo consideradas, la aplicación de la normativa española puede exigir valores muy elevados de ductilidad en las vigas, imposibles de alcanzar con un diseño racional.

5) Para la obtención de valores adecuados de ductilidad en las vigas, no siempre es necesario aumentar la armadura de las mismas. No hay razón para que este aumento o disminución sea uniforme en todos los pisos.

6) Cuando las acciones sísmicas son muy altas, no es posible alcanzar, con las hipótesis anteriores, resultados aceptables (demandas de ductilidad alta en vigas y comportamiento no lineal de los soportes).

7) La aplicación de las hipótesis de partida, es decir, la de un comportamiento elástico de los soportes, supone disponer una cuantía de armadura en los soportes, superior a la que se obtendría del cálculo con la PDS-1. Sin embargo, esta cuantía de armadura necesaria es inferior, en la práctica totalidad de los casos estudiados, a la armadura mínima recomendada por el C.E.B. (1%), por lo que la hipótesis de comportamiento lineal en los soportes no supone ningún incremento de coste.

8) Para unas mismas dimensiones de vigas y soportes, los desplazamientos laterales máximos en el piso más alto del edificio bajo, son inferiores a los que se producen en el mismo nivel del edificio alto.

9) La demanda de ductilidad es mayor en las vigas de los pisos superiores del edificio bajo que en las del alto, para espesores pequeños de vigas, lo que hace suponer que el dimensionamiento según la PDS-1 es más correcto cuanto más flexible es el edificio. Sin embargo, al aumentar el espesor de las vigas, la cuantía de armadura necesaria disminuye más en el edificio bajo, siendo inferior a la armadura mínima exigida por el C.E.B. Al disponer esta armadura mínima, se reduce mucho la demanda de ductilidad, que pasa a ser mayor en las vigas del edificio alto.

10) Las cuantías geométricas de armaduras de soportes, son similares en ambos edificios e inferiores al 5%, creciendo hacia los pisos inferiores.

## REFERENCIAS

1) MATA LLANA, L. "Comportamiento no lineal de estructuras de edificios de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas. Aplicación a la norma sísmica PDS-1. Tesis Doctoral. Septiembre 1988. E.T.S.I.C.C. y P. Universidad Politécnica de Cantabria.

2) C.E.B. Bulletin d'information n. 149, part I "Basic concepts for seismic codes". Part II "Seismic design of concrete structures". Marzo 1982.

3) RUIZ, P. Y PENZIEN, J.: "Probabilistic Study of the Behaviour of Structures during Earthquakes". 1965.

4) Norma sismorresistente P.D.S.-1 (1974). B.O.E. 21 Noviembre 1974. Madrid.

5) CLOUGH, R.W., BENUSKA, K.L. y WILSON, E.L.: "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings". Proc. Third W.C.E.E. Nueva Zelanda, 1965.

6) ROESSET J.M. y MUN SUNGMARK, K.: "Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Frames". Ph. d. Thesis M.I.T. Agosto 1976.

7) CLOUGH R.W. y JOHNSTON S.B.: "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements". Proc. of the Japan earthq. Symposium 1967.

8) UMEMURA, H. y TAKIZAWA, H.: "Dynamic Response of Reinforced Concrete Buildings". Structural Engineering Documents. International Association for Bridge and Structural Engineering. (1982).

## RESUMEN:

El cálculo moderno de edificios frente a acciones sísmicas, contempla la posibilidad de comportamiento no lineal de los mismos, en orden a conseguir seguridad y economía en su diseño.

La característica del hormigón armado de producir deformaciones plásticas sin llegar a rotura, supone un mecanismo suficientemente aceptable y seguro para absorber la energía generada durante el sismo. En este artículo se presenta un método de cálculo no lineal de edificios, en el que se permite el desarrollo de rótulas plásticas en los nudos de unión de las vigas a los soportes.

El comportamiento de los soportes se considera lineal. La acción sísmica es un conjunto de acelerogramas generados artificialmente en base a un proceso aleatorio tipo ruido de disparo filtrado, según el método de PENZIEN-RUIZ. Los resultados del cálculo se comparan con los obtenidos en un cálculo pseudo-estático aplicando la Norma PDS-1.

## SUMMARY

The modern seismic building's design contemplate the possibility of nonlinear behaviour of materials, in order to achieve security and economy.

The reinforced concrete characteristic to produce plastics strains without to reach the collapse is a way enough secure to absorb the energy beared during the earthquake. In this report we present a nonlinear seismic building's design method that permit the development of plastics hinges in the beam-column joints.

We suppose a linear behaviour of columns. The seismic action are samples of artificial accelerograms constructed on the basis of a random filtered nonstationary shot noise process, in agreement with the method of PENZIEN-RUIZ. We compare the results of the analysis with those obtained by the Spanish seismic code PDS-1 application.

\* \* \*

## III CURSO SUPERIOR PARA JEFES TECNICOS DE OBRA

El Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura (UPM), ha programado, con el patrocinio de la Fundación General de la Universidad Politécnica de Madrid, un nuevo Curso Superior (el tercero), para Jefes Técnicos de Obra, con arreglo al siguiente detalle:

### DESTINADO

A postgraduados de Escuelas Técnicas Superiores de Arquitectura e Ingeniería y Escuelas Técnicas Universitarias de Arquitectos Técnicos e Ingeniería Técnica que deseen incorporarse como Jefes Técnicos de Obra a las Empresas Constructoras.

### AREAS DE CONOCIMIENTO

- Introducción y definición de las funciones.
- Estructuración funcional de la obra.
- Los Documentos Contractuales.
- Acciones previas al inicio de la obra.
- Iniciación de la obra.
- Los Suministradores.
- La ejecución de la obra.
- El final de la obra.
- Temas monográficos.

### LUGAR Y DURACION DEL CURSO

Las clases serán en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Octubre 91-Abril 92.

Dos días por semana, de 17,30 a 21,30 horas.

### REQUISITOS DE ADMISION

Postgraduados de Escuelas Técnicas o Universitarias y alumnos del último curso.

Entrevista personal.

Número de plazas limitadas: 40 alumnos.

### MATRICULA

El coste total del curso, incluyendo matrícula, documentación y trabajos de campo es de 465.000 pesetas.

### DIPLOMA

El Diploma de Jefe Técnico de Obra será expedido por el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura, de Madrid.

### INFORMACION E INSCRIPCION

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas

De 10,30 a 14 y de 17 a 20 horas. Srta. María José Moyano

Tel.: 544 78 39 - Fax: 544 87 80

Avda. Juan de Herrera, s/n - Ciudad Universitaria

28040 MADRID